

室蘭工業大学	正 員	岸 徳 光
北海道開発局	正 員	西 弘 明
北海道 PC 防災技術協会	正 員	高 木 隆 一
室蘭工業大学	学正員	池 田 泰 博

PC 覆工は、覆工の屋根部（頂版）として PC 桁を用いる構造であり一般的にプレキャスト部材を用いることが多い。そのため製品の信頼性と施工の省力化が図られる構造であるが、プレキャストであることから断面の大きさに制約がある。従って、従来 PC 覆工は、比較的規模の小さい落石等の予測される箇所に設置されていた。しかしながら、今後、労働力不足や厳しい条件における落石覆工の建設が予想されることから、プレキャスト施工が可能である PC 覆工の需要が益々増大するものと思われる。これに対応して、耐衝撃特性に優れた PC 覆工構造の開発や、優れた緩衝性能を有する緩衝構造の開発が望まれている。

著者等も、この点に着目して PC 覆工の構造形式や新しい緩衝構造に関する研究を行ってきた^{1)~3)}。これまでの研究では、実務設計を念頭において、主として弾性範囲の衝撃力に対する研究を行っているが、PC 覆工の合理的な設計法確立のためには、PC 覆工の破壊時の挙動を把握することも重要であると考えられる。

2. 実験の概要

本研究に用いられた実規模門型 PC 覆工は、主構造が全剛型の 5 体の主桁から構成される門型構造である。主桁は全長が 12 m、頂版幅約 1.5 m、桁高 1.1 m の単純 T 型断面であり、柱部は高さが 4.7 m、曲げ方向の桁高が 1.1 m、幅 50 cm の矩形断面である。

[illegible]

圖一1 實驗概略圖

— 26 —

2.2 PC 多主桁

本実験に用いた PC 桁は、次に示す条件の下に設計したものである。すなわち、1) 落石重量が $W = 1 \text{ tf}$ 、落下高さ $H = 30 \text{ m}$ で自由落下させる。2) ラーメの定数を $\lambda = 100 \text{ tf/m}^2$ とし、落石対策便覧にある振動便覧式によって算定された 119.2 tf の衝撃荷重が桁中央部に作用するものとする。3) 落石対策便覧にしたがって荷重が敷砂厚の 2 倍の領域に分散することとする。4) コンクリートの設計基準強度を 600 kgf/cm^2 、許容引張応力度を 28 kgf/cm^2 、弾性係数 $3.5 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ とする。以上により設計した PC 桁は頂版幅 149 cm 、頂版厚 20 cm 、ウェブ幅 50 cm 、桁高 110 cm の単純 T 型断面である。プレストレス力は PC 鋼より線を主桁壁部側、主桁中央部、主桁柱部側にそれぞれ 25、25、16 本、また、柱上部に 16 本配置してプレテンション及びポストテンション方式を併用して導入している。主桁及び柱部の PC 鋼材には SWPR7B 15.2B, SBPR 930/1080 $\sim\phi$ 32B を、また補強筋には SD295A D22 を用いている。導入されたプレストレス力によって、主桁中央部の上縁及び下縁には、それぞれ 10.5 kgf/cm^2 の引張応力、 107.1 kgf/cm^2 の圧縮応力、主桁壁部側、主桁柱部側の上縁にはそれぞれ 35.4 、 39.5 kgf/cm^2 の圧縮応力が発生している。また、柱上部内外縁には等しく 63.7 kgf/cm^2 の圧縮応力が発生している。主桁と柱部の接合部、主桁と壁部の接合部にはそれぞれ 8、12 本の PC 鋼棒 (SBPR 930/1080 $\sim\phi$ 32B) を用い、 43.8 tf/本 、 46.3 tf/本 の緊張力を導入している。

2.3 実験ケース

実験は、4 本の PC 桁を有効に活用し、衝撃破壊の評価と載荷位置の違いによる破壊性状の差異を検討するために繰り返し荷重載荷と単一荷重載荷を組み合わせる形で行った。

表-1 に本実験で行った実験ケースの一覧を示している。表中、実験ケース $G1-mL/6-n$ において、 $G1$ は載荷桁の番号 l を、 $mL/6$ は壁側支点を起点とする概略の載荷位置を、 n は重錘重量 $n \text{ tf}$ を意味している。なお、 $mL/6$ において、 L は桁の全スパン長を意味しており、 $3L/6$ はスパン中央点を意味している。起点より 1.8 m 、 8.3 m 離れた点をそれぞれ $1L/6$ 、 $5L/6$ と呼ぶことにする。

実験は表に示しているように、まず各載荷位置に対する破壊状態に至る重錘落下エネルギーレベルを探るために、2、3、4 桁を用いた繰り返し載荷実験を行った。(いずれの場合も最大重錘落下エネルギーは 150 tfm である。) なお、重錘落下高さの最大はトラッククレーンの制約から 30 m としている。

次に、繰り返し載荷実験より得られた結果を基に単一載荷を行った。載荷位置は、1 桁はスパン中央部、2、4 桁は繰り返し載荷実験との共用であるが、それぞれ損傷程度の少ない $5L/6$ 、 $1L/6$ 点である。いずれの場合も 5 tf の重錘で落下高さを 30 m (重錘落下エネルギー 150 tfm) にしている。なお、4 桁では柱部側 ($5L/6$) で繰り返し載荷を行なっていることより、壁部側 ($1L/6$) で単一載荷を行った。しかしながら損傷程度が少ないことより、同一の重錘落下エネルギーで 4 回の繰り返し載荷をしている。

測定項目は、3 桁部は柱部、壁部を含む骨組全体、その他の桁に対しては載荷点位置の発生曲げモーメントを算定するための上下あるいは内外端筋に添付した合計 118 点の歪ゲージ出力及び桁底面の $L/5$ 点毎に設置しているレーザ式変位計 (測定範囲 200 mm 以内) からの出力である。測定は各桁間の横締めを開放しており、載荷桁以外の桁には大きな重錘落下エネルギーが伝達しないと考え、載荷桁の応答に限定して行っている。また、発生曲げモーメントは、初期導入プレストレス量及び測定された歪を用い、平面保持仮定のもとに断面分割法により算定している。

表-1 実験ケース一覧

実験 ケース	載荷 桁	落下 位置	重錘 重量	落下 高さ (m)
G3-3L/6-3 -5	3	3L/6	3 5	5,10,20,30 20,30
G2-1L/6-3 -5	2	1L/6	3 5	5,10,20,30 20,30
G4-5L/6-3 -5	4	4L/6	3 5	5,10,20,30 20,30
G1-3L/6-5	1	3L/6	5	30
G2-5L/6-5	2	5L/6	5	30
G4-1L/6-5	4	1L/6	5	30,30,30,30

3. 実験結果及び考察

3.1 桁中央載荷 (3L/6) 時の断面力の経時変化

図-2 には、弾性状態と考えられる 3 桁中央部への 3 tf-5 m 落下時と 3 桁中央部への 5 tf-30 m 落下時の骨組全体の曲げモーメント分布の経時変化を示している。

図より、重錘重量 3 tf、落下高さ 5 m の場合には、桁と壁部及び桁と柱部の接合部では負の曲げモーメントが発生しているものの値も小さく、桁の曲げモーメント分布は静的な等分布荷重載荷時と同様滑らかな線形となっている。また、柱部、壁部の基部では未だ曲げモーメントが発生していないようである。

曲げモーメントの滑らかな分布は、緩衝材として敷砂を用いていることと、重錘重量が小さくかつ落下高さも低いことより、伝達衝撃力の分布も緩やかになっているためと推測される。

一方、重錘重量 5 tf、落下高さ 30 m の場合には、桁及び柱部の曲げモーメントの分布は集中荷重載荷時と同様な線形となっている。一方、壁部は桁との接合部近傍で比較的大きな値となっているものの急激に減衰し、基部では零モーメントとなっている。50 msec 経過後には接合部近傍が正の曲げモーメントに移行していることより、荷重が除荷されリバウンド状態（負荷荷状態）になっているものと考えられる。しかしながら、桁中央部の 3 測点の曲げモーメント値は依然正值を示している。これは、衝撃荷重載荷時に桁中央部下縁にひび割れが発生し、コンクリートのかみ合わせ等により負荷荷状態においても配力鉄筋が局所的に引張状態になったためと考えられる。約 20 msec 経過後に桁中央部で最大曲げモーメントが発生しており、その値は約 530 tfm となっている。この値は断面分割法より求められる曲げ耐力 520 tfm と同程度である。また、実験終了後の桁は後述するように中央部に曲げせん断ひび割れが発生しており、終局状態に近い状態であるものと判断される。設計断面力は 215.6 tfm であることより、限界状態に対して 2.4 倍以上の安全余裕度があることがわかる。

3.2 重錘落下エネルギーと最大曲げモーメントの関係

図-3 には、載荷桁における重錘落下エネルギーに対する最大曲げモーメントの分布を示している。図では、1L/6 載荷を△印及び▲印、3L/6 載荷を○印及び●印、3L/6 載荷を□印及び■印で表している。また、白ぬきの印は繰り返し載荷 (iterative loading)、黒ぬきの印は単一載荷 (single loading) としている。

図より、いずれの載荷点においても重錘落下エネルギーの増加とともに最大曲げモーメントも増加してい

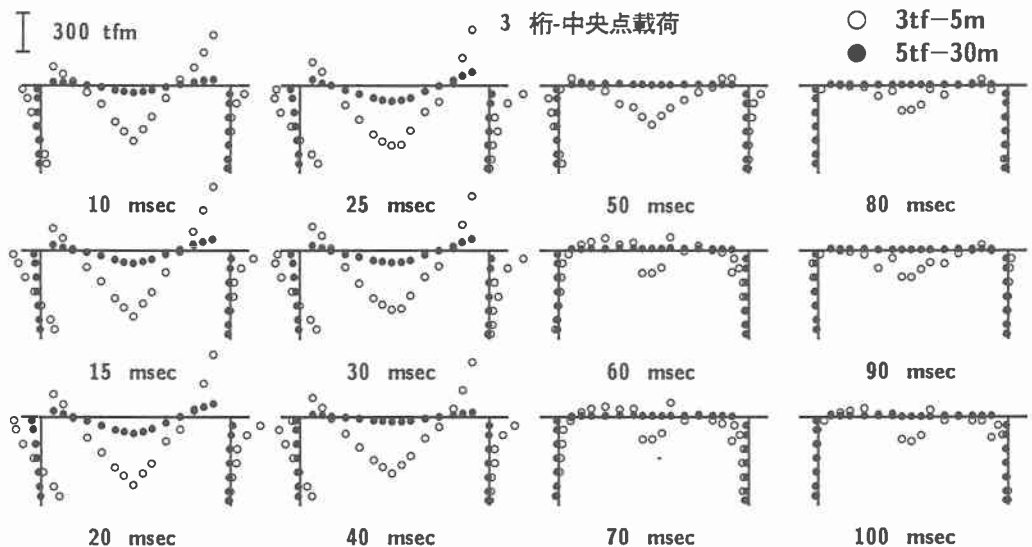


図-2 曲げモーメント分布の経時変化

ることがわかる。エネルギーに対するモーメントの増加割合はほぼ放物線的な性状を示していることがわかる。また、繰り返し載荷と単一載荷との載荷方法の違いによる桁への影響を検討すると、桁中央部載荷（3L/6）における最大曲げモーメントの値は、重錘落下エネルギーが 150 tfm（5 tf-30 m）の場合、繰り返し載荷で約 530 tfm、単一載荷で約 420 tfm と単一載荷の方が約 110 tfm 程度曲げモーメントの値が小さくなっている。これより、単一載荷の場合には繰り返し載荷の場合より PC 桁に与える損傷の程度の少ないことがわかる。1L/6 及び 5L/6 載荷の場合は、他端側ですでに損傷を受けた桁で繰り返し載荷と単一載荷の曲げモーメントの値がほぼ 250 tfm 付近に一樣に集中し、載荷方法の違いによる最大曲げモーメントの違いは見られない。

図-4 には、柱部における重錘落下エネルギーに対する最大曲げモーメントの分布を示している。桁中央部（3L/6）に載荷した場合には、柱部の最大曲げモーメントは重錘落下エネルギーの増加とともにほぼ放物線的な増加を示している。また、柱部近傍に載荷（5L/6）した場合でも、最大曲げモーメントは重錘落下エネルギーとともに増加している。重錘落下エネルギーが 100 tfm までは 3L/6 載荷より小さい。しかし重錘落下エネルギー 150 tfm の場合には最大曲げモーメントが約 200 tfm 程度と、桁中央部載荷の場合と同程度となっている。この様に重錘落下エネルギーの増大によって柱部の曲げモーメントは載荷位置が柱部に近い場所であっても、柱部の最大曲げモーメントに対して支配的とはならないものと考えられる。

一方、壁部付近に載荷（1L/6）した場合には、柱部の最大曲げモーメントは小さく、この位置での載荷は柱部に対しての影響が小さいことがわかる。柱部の最大曲げモーメントに及ぼす載荷方法の影響について考察すれば、その傾向は載荷位置により様々であり、一定の関係はない様である。

3.3 重錘落下エネルギーと最大変位

図-5 には、桁の載荷点の最大変位と重錘落下エネルギーとの関係を示している。図の表示方法は 3.2 で説明したものと同様の形式を採用している。桁の壁部付近（1L/6）載荷及び柱部付近（5L/6）載荷での最大変位は小さく示されている。

桁中央部載荷（3L/6）の場合には、重錘落下エネルギーが 100 tfm 付近において、変位増加の勾配が大きくなっていることがわかる。前述のように最大曲げモーメントに対してはこのような傾向が示されていないが、このような変位の急変より類推すれば、断面にひび割れ等が発生し剛性が低下したものと推測される。桁の最大たわみに及ぼす載荷方法の影響は、桁の最大曲げモーメントの場合と同様である。すなわち繰り返し載荷より単一載荷の方が同一重錘落下エネルギーに対する最大変位は小さく、繰り返し載荷によるエネルギーの累積の影響が現れていると考えることができる。

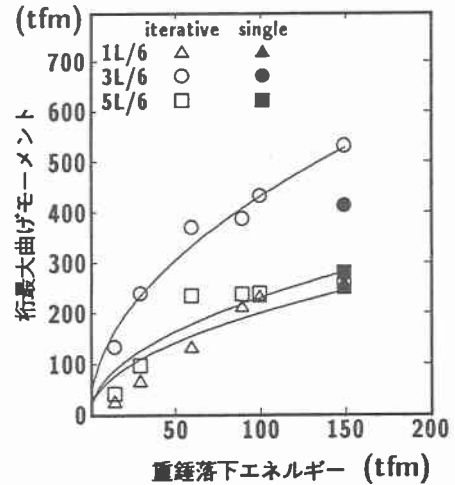


図-3 重錘落下エネルギーに対する
桁の最大曲げモーメント

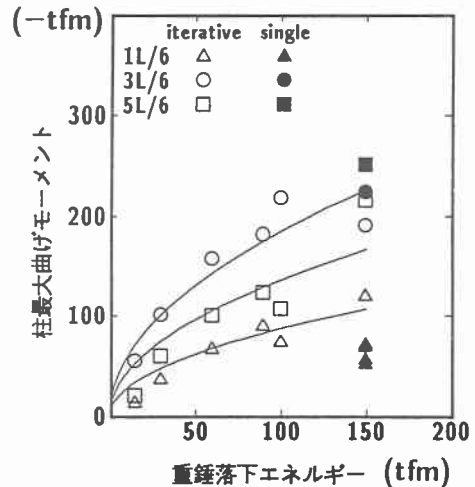
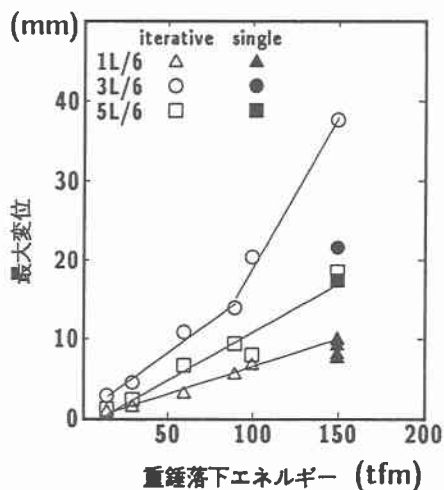


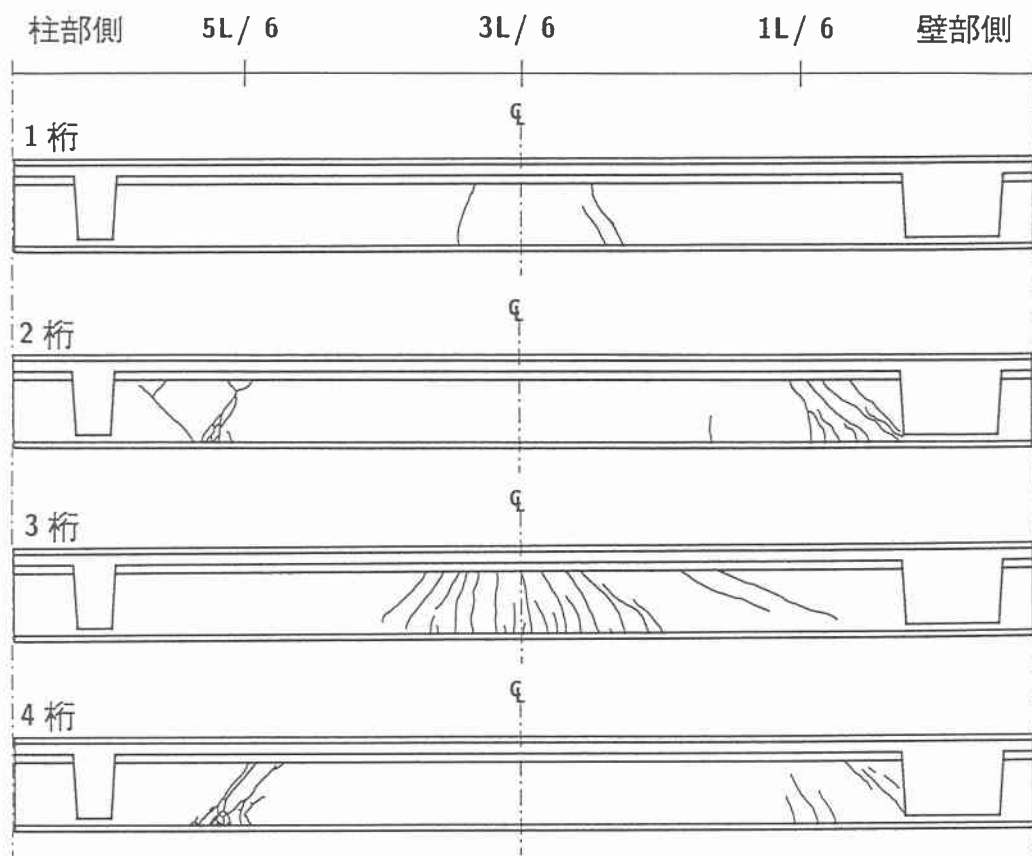
図-4 重錘落下エネルギーに対する
柱の最大曲げモーメント

3.4 ひび割れ状況

図一 6 に最終実験終了後のひび割れ状況を示している。1 桁は桁中央に 5 tf の重錘を、30 m から単一落下させた場合のものである。2 桁は桁の壁部側である 1L/6 の位置に繰り返し落下を行い、その後柱部側である 5L/6 に単一载荷を重錘落下エネルギー 150 tfm (重錘 5 tf、落下高さ 30 m) で行ったものである。4 桁は、上述の 2 桁の場合の 1L/6 と 5L/6 を入れ換えたものである。つまり、桁の柱部側である 5L/6 の位置に繰り返し载荷を行い、その後壁部側である 1L/6 に単一载荷を行ったものである。3 桁は桁中央部である 3L/6 の位置に繰り返し载荷を行ったものである。なお、全ての実験ケースの繰り返し载荷は、15 tfm (重錘 3 tf、落下高さ 5 m) から開始し、150 tfm (重錘 5 tf、落下高さ 30 m) で終了としている。



図一5 重錘落下エネルギーに対する最大変位



図一 6 ひび割れ状況図

図より、いずれの桁に関しても、載荷点部周辺にひび割れが集中して発生しており、損傷が載荷部近傍に集中していることがわかる。3L/6 点部に繰り返し載荷している 3 桁には載荷点近傍に多数の曲げせん断ひび割れが発生している。一方、3L/6 点部に 3 桁の最終載荷条件である 5 tf-30 m を単一載荷した 1 桁の場合には、3 本のひび割れが発生しているのみである。これより、単一載荷と繰り返し載荷では損傷の程度に明確な差が表れることがわかる。

2 桁の場合には、繰り返し載荷した 1L/6 点部において、支点側のみ数本のせん断ひび割れが発生している。これは支点側のせん断スパン高さ比が小さく、かつ曲げモーメントが小さいことより、せん断が卓越しひび割れが発生したもの、と考えられる。

5L/6 点部近傍は 5 tf-30 m 単一載荷後のひび割れ状況であるが、集中してせん断ひび割れが発生している。これは、中央部及び桁-柱接合部の正負曲げに対する PC 鋼棒の配置が交錯する部分であるため、構造的に弱点になっているためと考察される。

4 桁は 5L/6 点部に 3 tf-5 m からの繰り返し載荷、1L/6 点部に 5 tf-30 m を 4 回繰り返し載荷している場合であるが、5L/6 点部近傍には、集中したせん断ひび割れが発生している。これは、2 桁の場合と同様の原因と判断される。

1L/6 点部近傍は 5 tf-30 m の繰り返し載荷ではあるが 2 桁に比較して累積エネルギーが大きいものの、せん断ひび割れの数 は 2 桁よりも少なく示されている。

4. まとめ

以上、実規模門型 PC 覆工の衝撃破壊実験を行った。試験体の本数や衝撃荷重作用条件に制約があり、PC 桁本体が完全に破壊するまでの実験を行なうことは困難であった。しかしながら、桁中央部の繰り返し載荷後の状態は多数の曲げせん断型のひび割れが発生しており、ほぼ終局状態であるものと判断される。本研究で、得られた結果を要約すれば以上のようなものである。

- 1) PC 覆工の衝撃破壊に対して、載荷位置としては桁の中央点載荷が支配的である。
- 2) 繰り返し衝撃荷重は、重錘落下エネルギーが累積されることにより、PC 桁の衝撃破壊に大きな影響を与える。
- 3) 本 PC 桁の設計断面力に対する衝撃破壊安全率は、2.4 倍以上あることが確認された。

本実験は PC 桁の横締めを開放した、単桁としての破壊条件を検討したものであるが、現在使用されている実規模 PC 覆工では必ず横締めを行っており、落石覆工としての安全率はさらに高いものと考えられる。

参考文献

- 1) 佐藤昌志、西 弘明、岸 徳光、菅田紀之：敷砂を緩衝材とする重錘落下による PC 多主桁の弾性衝撃挙動、構造工学論文集、vol.40A, No3. pp. 1593 ~ 1603, 1993.3.
- 2) 佐藤昌志、岸 徳光、三上 隆、西 弘明：落石覆工用実大 PC 桁の衝撃破壊実験、コンクリート工学年次論文報告集、vol.16, No2. pp. 943 ~ 948, 1994.6.
- 3) 佐藤昌志、西 弘明、岸 徳光、松岡健一：三層緩衝構造を用いた実規模 PC 製落石覆工の重錘落下衝撃挙動、構造工学論文集、vol.42A, pp. 1347 ~ 1356, 1996.3.
- 4) 日本道路協会：落石対策便覧、日本道路協会、1983.